

## اصلاح الگوی حداقل پوشش خاکی پل‌های خاکی - فولادی راه آهن با استفاده از

## تحلیل سه بعدی اجزاء محدود

مرتضی اسماعیلی<sup>۱</sup>، جبارعلی ذاکری<sup>۲\*</sup> و پریسا حاجی عبدالرزاق<sup>۳</sup><sup>۱</sup> استادیار دانشکده مهندسی راه آهن، دانشگاه علم و صنعت ایران<sup>۲</sup> دانشیار دانشکده مهندسی راه آهن، دانشگاه علم و صنعت ایران<sup>۳</sup> دانشجوی دکتری دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

## چکیده

در سال‌های اخیر سازه‌های خاکی- فولادی به طور وسیعی در کشورهای مختلف به عنوان پل‌های راه و راه آهن مورد استفاده قرار گرفته‌اند. پل‌های خاکی- فولادی به جهت سادگی سیستم اجرا، سرعت اجرا و تنوع ابعاد و اشکال گزینه‌ای مناسب برای حذف تقاطعات همسطح راه و راه آهن می‌باشند. روابط آیین‌نامه‌ای موجود برای تعیین حداقل پوشش خاکی پل‌های خاکی- فولادی بر اساس بارگذاری راه تدوین شده و فلسفه آن اجتناب از گسیختگی کششی و لغزش گوه‌ای خاک روی سازه می‌باشد. در حالی که برای پل‌های راه آهن، روابط حداقل پوشش خاکی بایستی به گونه‌ای تدوین شود که نه تنها از گسیختگی خاک جلوگیری شود، بلکه ایمنی و سیر قطار در اثر نشست‌های احتمالی خاک به مخاطره نیفتد. لذا با توجه به معیار نشست مجاز خط و کنترل کمانش سازه، الگوی حداقل پوشش خاکی برای پل‌های خاکی- فولادی راه آهن در تحقیقات پیشین با استفاده از روش اجزاء محدود دو بعدی استخراج شده و روابط جداگانه‌ای برای پل‌های خاکی- فولادی به شکل جعبه‌ای و قوسی خوابیده ارائه شده است. لیکن در تحلیل دو بعدی امکان در نظرگیری اثر توزیع بار راه آهن در طول سازه (بعد سوم) وجود ندارد. از این رو، در این تحقیق با استفاده از تحلیل سه بعدی اجزاء محدود بر روی ۳۲ عدد سازه، روابط حاصل از تحلیل دو بعدی با توجه به معیارهای نشست مجاز خط، اعوجاج مجاز خط آهن، تغییر شکل طولی سازه و کنترل کمانش دیواره‌های سازه اصلاح شده است. در این راستا، ابتدا حداقل پوشش خاکی هر سازه با تأمین حدود مجاز تعریف شده در ضوابط راه آهن، مشخص شده است. سپس نتایج حاصل از تمامی سازه‌ها با نتایج دو بعدی مورد مقایسه گرفته و بر مبنای آن ضرایب اصلاحی به کمک روش حداقل مربعات خطا استخراج گردیده است.

**واژگان کلیدی:** حداقل پوشش خاکی، پل خاکی- فولادی راه آهن، تحلیل اجزاء محدود سه بعدی، اصلاح روابط تعیین حداقل پوشش خاکی.

## ۱- مقدمه

سازه‌ها<sup>۱</sup> برای زیرگذرهای راه آهن و شکل قوسی خوابیده<sup>۲</sup> و جعبه‌ای<sup>۳</sup> آن برای تقاطعات غیرهمسطح راه و راه آهن (زیرگذر راه) به کار می‌روند. در این تحقیق به مطالعه حداقل پوشش خاکی پل‌های با دهانه بزرگتر از ۸ متر پرداخته شده است. چرا که این دو شکل سازه‌ای در ادبیات سازه‌های خاکی- فولادی به لحاظ شکل هندسی (نسبت بزرگ دهانه به ارتفاع سازه) از اهمیت ویژه‌ای برخوردارند [۱]. همچنین نسبت بزرگ دهانه به ارتفاع این سازه‌ها، احتمال عدم کفایت پوشش خاکی را جهت مقاومت در برابر گسیختگی کششی و لغزش گوه‌ای افزایش می‌دهد. از این رو، در این تحقیق مطالعه پوشش خاکی پل‌های جعبه‌ای و قوسی خوابیده به طور خاص مورد توجه قرار گرفته است [۲].

سازه‌های خاکی فولادی سازه‌هایی هستند که از دو جزء اصلی صفحات فولادی موج‌دار و خاک تشکیل گردیده‌اند. صفحات فولادی موج‌دار به صورت حلقه به یکدیگر متصل شده و به عنوان اسکلت سازه عمل می‌نمایند. اندرکنش خاک و حلقه‌های فولادی باعث پایداری و توزیع مناسب بارها می‌گردد. در سازه‌های خاکی فولادی، جزء خاکی نقش عمده باربری را داشته و حلقه‌های فولادی باعث توزیع مناسب بارهای وارده به صورت شعاعی می‌گردند. تحت بارگذاری، حلقه فولادی تمایل به تغییر شکل در جهت عرضی دارد. لذا نیروهای جانبی خاک فعال شده و باعث جلوگیری از تغییر شکل حلقه فولادی می‌گردند. در نتیجه، مجموعه در برابر بارهای قائم مقاومت می‌نماید. سازه‌های خاکی- فولادی به دلیل تنوع شکل و ابعاد دارای کاربردهای زیادی در پروژه‌های عمرانی هستند. اغلب شکل نعل اسبی این

1- High- profile arch

2- Low- profile arch

3- Box

بوده و عدم در نظرگیری آن منجر به افزایش بیش از حد ارتفاع پوشش خاکی خواهد شد. در این راستا، بر روی ۲۴ عدد پل جعبه‌ای و ۲۴ پل قوسی خوابیده با ۶ نوع مقطع شامل مقاطع تقویت نشده، تقویت شده با صفحات فولادی موج‌دار و تقویت شده با بتن و صفحه تقویتی تحلیل دو بعدی اجزاء محدود انجام گرفت که نهایتاً برای پل‌های جعبه‌ای و پل‌های قوسی خوابیده روابط جداگانه‌ای ارائه گردیده است [۱]. این روابط تابعی از  $V$  سرعت قطار،  $I$  ممان اینرسی صفحات و  $D_h$  دهانه پل می‌باشد. اگرچه روابط مذکور بر اساس بارگذاری راه آهن استخراج شده است اما توزیع بار را در بعد سوم (برای مثال مقدار بار در وسط تراورس) به دست نمی‌دهد. از این رو، با در نظرگیری معیارهای نشست مجاز خط، اعوجاج مجاز خط آهن، تغییر شکل طولی سازه و کنترل کماتش دیواره‌های سازه به کمک نرم‌افزار سه بعدی اجزاء محدود PLAXIS 3D الگوی حداقل پوشش خاکی برای پل‌های جعبه‌ای و قوسی خوابیده اصلاح شده است.

در این تحقیق پس از مقایسه نتایج حاصل از تحلیل سه بعدی با نتایج تحلیل دو بعدی، ضرایب اصلاحی الگوی حداقل پوشش خاکی به روش حداقل مربعات خطا استخراج شده و نهایتاً روابط اصلاح شده به صورت تابعی از ممان اینرسی صفحات و دهانه سازه ارائه شده است.

## ۲- تعریف مسأله

### ۲-۱- مشخصات هندسی

پل‌های خاکی - فولادی مورد مطالعه به شکل زیرگذر جعبه‌ای و قوسی خوابیده هستند که راه آهن یک خطه از روی آن‌ها عبور نموده و با توجه به تعداد باندهای راه در زیر آن‌ها دارای ابعاد  $۸/۰۷ \text{ m} \times ۳/۰۶ \text{ m}$ ،  $۱۰/۵۱ \text{ m} \times ۳/۵۵ \text{ m}$ ،  $۱۱/۰۲ \text{ m} \times ۳/۲۴ \text{ m}$ ،  $۱۳/۴۶ \text{ m} \times ۳/۴۹ \text{ m}$  برای پل‌های جعبه‌ای و ابعاد  $۱۴/۱۳ \text{ m} \times ۵/۳۷ \text{ m}$ ،  $۱۶/۶۰ \text{ m} \times ۵/۳۳ \text{ m}$ ،  $۲۰/۹۵ \text{ m} \times ۶/۶۴ \text{ m}$  و  $۲۳/۴۰ \text{ m} \times ۶/۴۴ \text{ m}$  برای پل‌های قوسی خوابیده می‌باشند. با استفاده از نرم‌افزار PLAXIS 3D بعد سوم این سازه‌ها در راستای محور طولی (راستای عرضی خط راه آهن) مدل شده است. با توجه به شیب پایداری بالاست و خاکریز ۱ به ۱/۵ (۱ قائم، ۱/۵ افقی) و ارتفاع پوشش خاکی، طول مدل تعیین شده است. مقطع عرضی راه آهن بر اساس شکل (۱) در بعد سوم مدل شده است. با توجه به این که امکان تعریف شیب بالاست و خاکریز در بعد سوم نرم‌افزار PLAXIS 3D وجود نداشت [۱۱]، شیب شانه‌های بالاست و خاکریز به صورت پله‌ای مطابق شکل (۲) تعریف شده است.

تعیین حداقل ارتفاع پوشش خاکی تا پیش از سال ۱۹۸۱ به صورت تجربی و توسط کسری از دهانه بیان شده است. در این گروه برای بارگذاری راه آهن، آیین‌نامه AISI مقدار یک چهارم دهانه [۳] و آیین‌نامه‌های BD.CALTRANS و AASHTO برابر با یک پنجم دهانه را برای حداقل پوشش خاکی ارائه داده اند [۴-۶]. در سال ۱۹۹۳ موزر<sup>۱</sup> تعیین حداقل ارتفاع پوشش خاکی را بر اساس سطح توزیع تنش پیشنهاد داد [۷]. در این روش فشار بار زنده به روش بوسینسک و نیومارک به شکل هرمی یا مخروطی در خاک توزیع می‌شود [۷]. استاندارد ASTM A796 رابطه (۱) را برای حداقل پوشش خاکی ارائه داده است که به  $S$  دهانه سازه،  $AL$  بار محوری،  $d$  برون محوریت بار،  $E$  مدول الاستیسیته صفحات و  $I$  ممان اینرسی صفحات فولادی موج‌دار بستگی دارد [۸].

$$H_{\min} = 0.55S \sqrt{\frac{(AL)d}{EI}} \quad (1)$$

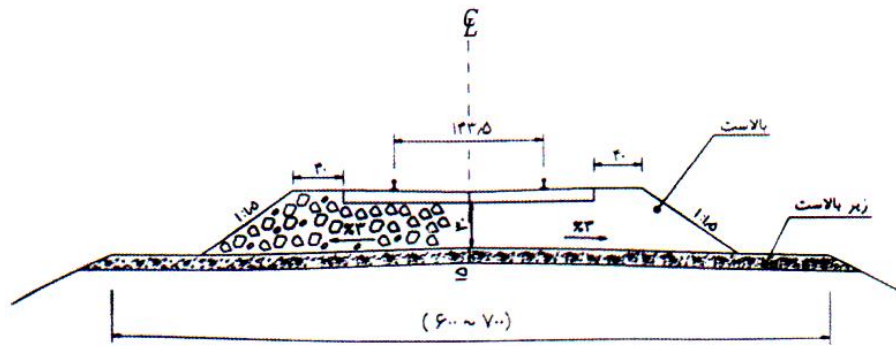
آیین‌نامه ARTC<sup>۲</sup> با توجه به کلاس خطوط راه آهن مقادیر مشخصی را برای حداقل ارتفاع پوشش خاکی پیشنهاد داده است. این آیین‌نامه برای خطوط اصلی و خطوط اصلی سریع‌السیر به ترتیب ضخامت ۰/۹ متر و ۰/۸ متر را ارائه داده است که نباید از یک چهارم دهانه کوچکتر باشد [۹]. روابط فوق‌الذکر برای سازه‌های کوچکتر از ۸ متر قابل کاربرد می‌باشند. برای دهانه بزرگتر از ۸ متر ضمیمه استاندارد CHBDC حداکثر مقدار ۰/۶ متر یا مقدار حاصل از رابطه (۲) را بیان داشته است که نباید از مقدار ۱/۵ متر تجاوز نماید [۱۰، ۱].

$$\frac{D_h}{6} \left( \frac{D_h}{D_v} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (D_v \text{ ارتفاع، } D_h \text{ دهانه}) \quad (2)$$

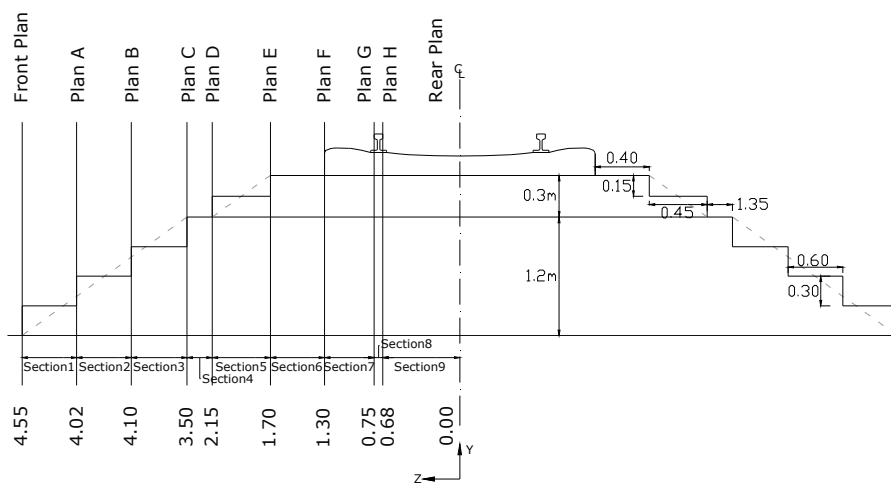
رابطه اخیر گرچه جامع‌ترین رابطه تعیین حداقل پوشش خاکی برای دهانه‌های بزرگتر از ۸ می‌باشد، اما بر اساس بارگذاری راه استخراج شده و همچنین مستقل از مشخصات مکانیکی مقطع صفحات فولادی موج‌دار می‌باشد. در حالی که مقطع صفحات فولادی موج‌داری که برای پل‌های خاکی - فولادی راه آهن به کار می‌رود از نوع تقویت شده است. لذا مقاطع مورد استفاده در راه آهن از سختی بیشتری برخوردار

1- Moser

2- Australian Rail Track Corporation



شکل ۱- مقطع عرضی بالاست و زیر بالاست در راه آهن یک خطه مستقیم (ابعاد به سانتیمتر) [۱۲]



شکل ۲- مقطع عرضی راه آهن و محل مقاطع طولی مدل سه بعدی برای پوشش خاکی ۱/۵ متر

مقطع مورد محاسبه قرار گرفته است. صفحات فولادی موجدار به صورت الاستوپلاستیک و پی‌ها و دیوارها به صورت الاستیک مدل شده‌اند. در جدول (۱)،  $M_p$  ظرفیت خمشی و  $P_p$  ظرفیت نیروی محوری صفحات فولادی موجدار می‌باشد. در مدل‌های سه بعدی، خاک اطراف سازه همگن فرض شده است. مشخصات خاک در این حالت در جدول (۳) خلاصه شده است. خاک منتخب تأمین کننده پوشش خاکی سازه در تمامی مدل‌ها، از نوع خاک ماسه‌ای با وزن مخصوص ۲۲ کیلونیوتن بر مترمکعب می‌باشد. علاوه بر خاک لایه بالاست به ضخامت ۰/۳ متر به عنوان آخرین لایه مدل شده است. مشخصات ریل و تراورس نیز بر اساس مشخصات فنی و عمومی روسازی راه آهن برای برنامه تعریف شده است. نوع ریل، UIC60 و نوع تراورس، بتنی تک بلوکی است [۱۲]. ریل به صورت المان تیر و به عرض تاج ریل (۷ سانتیمتر) مدل شده است [۱۲]. جهت شبیه‌سازی تراورس پارامترهای مدول الاستیسیته، وزن مخصوص و نسبت پواسون مطابق جدول (۴) به برنامه معرفی شده‌اند.

جهت کاهش زمان و حجم محاسبات، فقط نیمه چپ مقطع عرضی خط مدل شده است. در راستای تعیین طول مؤثر خط جهت در نظر گرفتن اثرات بار چند مدل مختلف مورد تحلیل قرار گرفته است و مشخص شده است که چهار تراورس بعد از حداکثر دهانه پل، محدوده مناسبی برای طول مدل خط می‌باشد.

## ۲-۲- مشخصات مصالح

هر یک از هشت سازه فوق برای پروفیل  $400\text{mm} \times 150\text{mm}$  با چهار مقطع مختلف شامل صفحات اصلی و صفحات تقویت کننده، مورد تحلیل قرار گرفته و محل‌های تقویت بر روی تاج و قوس‌های دیوارها در نظر گرفته شده است. جنس صفحات از نوع فولاد گالوانیزه است. مشخصات صفحات فولادی موجدار، پی سازه و دیواره پی در جداول (۱) و (۲) ارائه شده است. مشخصات مکانیکی پنل VI با توجه به دارا بودن بتن با فرض ترک‌دار بودن

جدول ۱- مشخصات المان‌های معرف صفحات فولادی موج‌دار

$P_p$ ( $\frac{kN}{m}$ )	$M_p$ ( $\frac{kN.m}{m}$ )	ضریب پواسون	وزن $\omega$ مخصوص ( $\frac{kN}{m^3}$ )	$EI$ ( $\frac{kN.m^2}{m}$ )	$EA$ ( $\frac{kN}{m}$ )	نوع پنل	نوع پروفیل	مدل اجزاء	نوع پنل
۳۲۷۰/۰۰	۱۵۵/۶۷	۰/۳	-	۶۱۵۱/۸۰	۲/۱۸×۱۰ <sup>۶</sup>	III	۴۰۰ mm × ۱۵۰ mm	الاستوپلاستیک	پنل ساده
۴۲۱۸/۰۰	۲۲۶/۷۱	۰/۳	-	۲۰۸۴۶/۲۹	۲/۸۱×۱۰ <sup>۶</sup>	IV	۴۰۰ mm × ۱۵۰ mm	الاستوپلاستیک	پنل تقویت شده
۶۵۴۰/۰۰	۳۳۰/۶۱	۰/۳	-	۳۳۰۶۱/۵۶	۴/۳۶×۱۰ <sup>۶</sup>	V	۴۰۰ mm × ۱۵۰ mm	الاستوپلاستیک	پنل تقویت شده
۶۵۴۰/۰۰	۳۳۰/۶۱	۰/۳	-	۱۲۵۸۶۴/۶۵	۱/۸۵×۱۰ <sup>۹</sup>	VI	۴۰۰ mm × ۱۵۰ mm	الاستوپلاستیک	پنل تقویت شده

جدول ۲- مشخصات المان‌های معرف دیواره‌ها و پی‌ها

$P_p$ ( $\frac{kN}{m}$ )	$M_p$ ( $\frac{kN.m}{m}$ )	ضریب پواسون	وزن $\omega$ مخصوص ( $\frac{kN}{m^3}$ )	$EI$ ( $\frac{kN.m^2}{m}$ )	$EA$ ( $\frac{kN}{m}$ )	$f_c$ ( $\frac{kN}{m^2}$ )	مدل رفتاری اجزاء	
-	-	۰/۲۵	۲۵	۱۱۹۴۶۶/۶۷	۲/۲۴×۱۰ <sup>۶</sup>	۳۵۰۰۰	الاستیک	دیواره پی
-	-	۰/۲۵	۲۵	۱۴/۹۳×۱۰ <sup>۶</sup>	۱/۱۲×۱۰ <sup>۶</sup>	۳۵۰۰۰	الاستیک	پی

جدول ۳- مشخصات المان‌های معرف پوشش خاکی و بالاست

$K_0$	$C_{ref}$ ( $\frac{kN}{m^2}$ )	$\phi$	ضریب پواسون	$E_{ref}$ ( $\frac{kN}{m^2}$ )	$\gamma_{sat}$ ( $\frac{kN}{m^3}$ )	$\gamma_{unsat}$ ( $\frac{kN}{m^3}$ )	مدل	نوع خاک
۰/۳۶	۷	۴۰ <sup>۰</sup>	۰/۳	۲/۰۷×۱۰ <sup>۵</sup>	۲۲	۲۰	موهر- کولمب	خاک
۰/۳۶	۷	۴۰ <sup>۰</sup>	۰/۲	۲/۰۷×۱۰ <sup>۵</sup>	۲۰	۱۹	موهر- کولمب	بالات

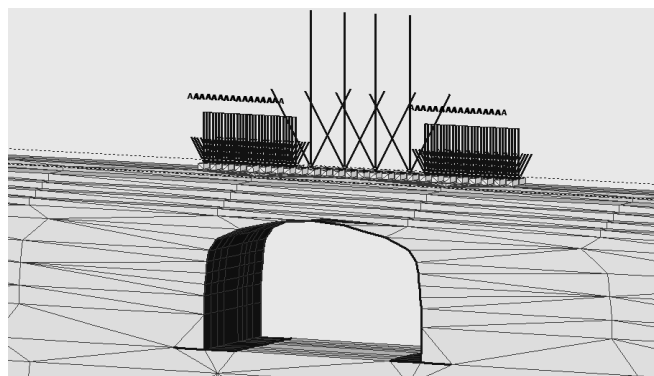
جدول ۴- مشخصات المان‌های معرف ریل و تراورس

ضریب پواسون	وزن $\omega$ ( $\frac{kN}{m}$ )	$EI$ ( $\frac{kN.m^2}{m}$ )	$EA$ ( $\frac{kN}{m}$ )	$E$ ( $\frac{kN}{m^2}$ )	مدل رفتاری اجزاء	اجزاء
۰/۲۵	۰/۶۰۳۴	۶۱۱۰	۱۵۱۷۴۰۰	۲/۰۰×۱۰ <sup>۸</sup>	الاستیک	ریل
ضریب پواسون	$K_0$	$E_{ref}$ ( $\frac{kN}{m^2}$ )	$\gamma_{sat}$ ( $\frac{kN}{m^3}$ )	$\gamma_{unsat}$ ( $\frac{kN}{m^3}$ )	مدل رفتاری اجزاء	اجزاء
۰/۱	-	۲/۸×۱۰ <sup>۷</sup>	۲۵	۲۵	الاستیک خطی	تراورس

## ۳-۲- بارگذاری

استاندارد بر ریل اعمال گردیده است. به عبارت دیگر ۴ بار متمرکز برابر با ۱۲۵kN و ۴۰kN/m بارگسترده روی ریل وجود دارند. شکل (۳) مدل سه بعدی بارگذاری را نشان می‌دهد [۱۳].

بار اعمال شده، بار آیین‌نامه UIC با بار محوری ۲۵ تن می‌باشد که به علت مدل نمودن یک نیمه خط، نصف بار



شکل ۳- مدل سه بعدی بارگذاری راه آهن در نیمه چپ خط

توجهی در نتایج تحلیل ندارد [۱۴، ۱۵]؛  
 (۳) در تمامی مدل‌ها، قوس‌های فلزی به صورت الاستوپلاستیک مدل شده است تا تسلیم احتمالی المان‌های قوس نیز مورد مطالعه قرار گیرد؛  
 (۴) در تمامی مدل‌ها، پی و دیواره‌های پی به صورت الاستیک مدل شده‌اند؛  
 (۵) در تمامی مدل‌ها، خاک منتخب اطراف سازه همگن فرض شده و بر اساس معیار موهر-کولمب مدل شده است؛  
 (۶) جهت حذف اثر شیب ترانشه، نوع خاک طبیعی و تغییرات خاک منتخب اطراف سازه بر نتایج تحلیل، خاک همگن فرض شده است؛  
 (۷) در مدل سه بعدی، المان‌ها به صورت ۱۵ گرهی مدل شده‌اند؛  
 (۸) در این تحقیق اثر ابعاد صفحات تقویت کننده مورد بررسی قرار نگرفته و تنها اثر صفحات تقویت کننده بر افزایش سختی المان‌های قوس مورد مطالعه قرار گرفته است؛  
 (۹) در تمامی مدل‌ها اثر اجرای سازه به صورت گام به گام<sup>۱</sup> حین تحلیل در نظر گرفته شده است.

### ۳- معیارهای تعیین حداقل پوشش خاکی

در این تحقیق چهار معیار اصلی شامل نشست قائم مجاز خط، اعوجاج مجاز خط آهن، تغییرشکل طولی سازه و کمانش دیواره‌های سازه جهت تعیین حداقل پوشش خاکی هر سازه در نظر گرفته شده است.

#### ۳-۱- معیار نشست قائم مجاز خط

هدف از انتخاب معیار نشست به عنوان یکی از معیارهای تعیین حداقل پوشش خاکی آن بوده است که ضخامت پوشش خاکی به نحوی تعیین شود که نشست خط ناشی از اعمال بار راه آهن در حد مجاز باقی مانده و موجب خروج از خط قطار نگردد. در این راستا نشست نسبی بر اساس نشریه ۳۹۴ ضوابط زیرسازی از رابطه (۳) برای سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت انتخاب شده است که در آن  $f$  نشست حد آسایش مسافر؛  $L$  فاصله بین دو نقطه که نشست نسبی بین آن‌ها مد نظر است، برحسب متر و  $V_{ir}$  سرعت حرکت قطار برحسب متر بر ثانیه می‌باشد [۱۶].

$$f < 0.625 \frac{L^2}{V_{ir}^2} \quad (3)$$

به علت متقارن بودن سازه، حرکت قطار برای نیمه چپ سازه مدل شده است. برای این منظور بار قطار در چندین موقعیت قرار داده شده است. ابتدا اولین چرخ قطار در امتداد دیواره پی چپ قرار دارد (Location1)، سپس قطار در وسط مدل و در امتداد مرکز تاج سازه قرار می‌گیرد (Location2) و در نهایت اولین چرخ قطار در امتداد دیواره پی راست قرار می‌گیرد (Location3). در هر یک از حالات فوق، نشست خط، اعوجاج خط، نشست طولی سازه و کمانش دیواره‌ها کنترل شده است.

#### ۲-۴- شرایط مرزی

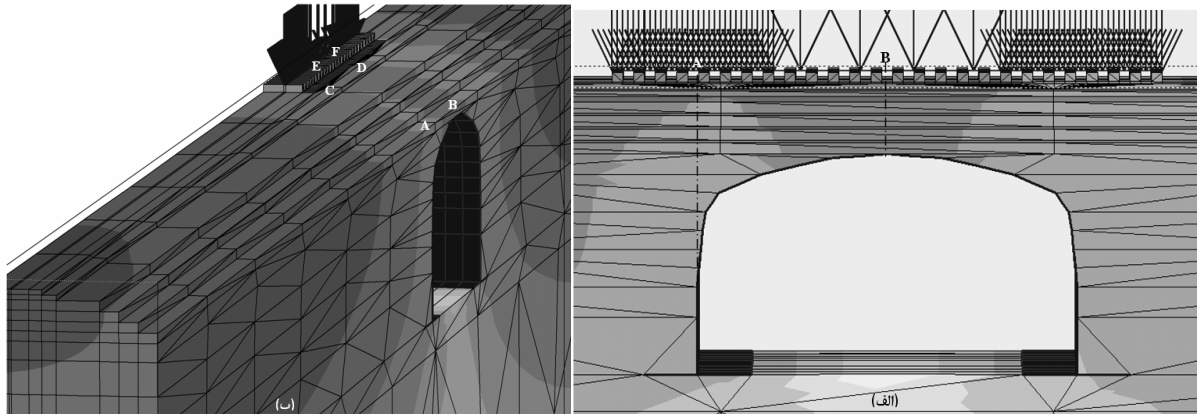
در مدل، مرزهای مدل به فاصله ۶۰ متر از دو طرف محور تقارن سازه و همچنین ۶۰ متر از زیر بالاترین نقطه مدل در نظر گرفته شده است و مبنای آن حذف اثر مرزهای مدل بر نتایج تحلیل بوده است. در مرزهای مدل، تغییر مکان‌های افقی و قائم و همچنین چرخش در تکیه‌گاه‌ها برابر صفر فرض شده است [۱]. همچنین تغییر مکان‌های طولی  $\Delta z$ ، در انتهای‌ترین صفحه طولی (صفحه گذرنده از محور تقارن خط آهن) برابر صفر است که نشان می‌دهد تغییر مکان در راستای عمود بر صفحه عرضی پل در تکیه‌گاه‌ها مقید شده است [۱].  
 جهت ادامه مدل‌سازی شامل شبیه‌سازی مراحل اجرای سازه و اعمال بارگذاری راه آهن، تمامی تغییر شکل‌های اولیه قبل از اولین مرحله اجرای سازه یعنی آماده‌سازی بستر برابر صفر قرار داده شده است تا اثر تغییر شکل‌های اولیه در نتایج تحلیل حذف شود.

#### ۲-۵- فرضیات تحلیل

عمده فرضیات اولیه تحلیل سه بعدی مبتنی بر فرضیات ارائه شده توسط مراجع [۱] و [۱۴] می‌باشد. این فرضیات عبارتند از:  
 (۱) مدل‌سازی به صورت سه بعدی انجام گرفته است. مزیت این روش نسبت به روش دو بعدی آن است می‌توان مقطع عرضی راه آهن را در آن پیاده کرده و بارها را دقیقاً بر روی ریل اعمال نمود. لذا تغییر شکل‌های طولی پل را می‌توان در نظر گرفت. اما حجم محاسبات بیشتری جهت تحلیل نیاز دارد؛  
 (۲) از اثر لغزش بین صفحات فولادی موج‌دار و خاک صرف نظر شده است. یعنی مقاومت المان تماسی برابر ۱ فرض شده است. در حوزه مورد تحقیق، چشم‌پوشی یا عدم چشم‌پوشی (تعریف مقاومت المان تماسی برابر با ۰/۸) از اثر لغزش بین صفحات فولادی موج‌دار و خاک برای پل قابل بهره‌برداری، تأثیر قابل

$\delta_{CD}$ ، لبه تراورس  $\delta_{EF}$ ، لبه خارجی ریل  $\delta_{GH}$  و محور خط  $\delta_{II}$  کنترل شده است.

مطابق شکل (۴) نشست نسبی بین وسط دهانه و نقطه حداکثر دهانه در مقاطع پاشنه خاکریز  $\delta_{AB}$ ، پاشنه بالاست



شکل ۴- نقاط کنترل نشست: الف) در مقطع عرضی، ب) در مقاطع طولی پل

نشست خط در طول سازه مجاز باشد، تغییر شکل سازه در طول نیز مجاز خواهد بود. استاندارد CHBDC برای کنترل تغییر شکل سازه در حین بهره‌برداری ضابطه‌ای ارائه نداده است اما برای پل جعبه‌ای و قوسی خوابیده در حال اجرا تغییر شکل به ترتیب نباید از ۱ درصد دهانه و ۲ درصد ارتفاع تجاوز نماید [۱۰]. از این رو، جهت کنترل این معیار، تغییر شکل طولی بزرگترین پل جعبه‌ای و قوسی خوابیده یک مرحله قبل از بهره‌برداری محاسبه شده و با ضوابط CHBDC مورد مقایسه قرار می‌گیرد.

### ۳-۴- کنترل کماتش دیواره‌های سازه

در نرم‌افزار PLAXIS 3D، با انتخاب مدل الاستوپلاستیک برای المان تیر قوس فولادی، گزینه‌های  $P_p$  و  $M_p$  ظرفیت نیروی محوری و لنگر خمشی سازه بدون  $\varphi$ ، ضریب کاهش مقاومت صفحات فولادی موج‌دار، فعال گردیده است [۱۱].  $M_p$  و  $P_p$  مطابق جدول (۱) برای مقاطع مختلف به نرم‌افزار معرفی شده است. با تعریف این دو پارامتر، کماتش از رابطه (۵) در تمام نقاط قوس‌ها توسط نرم‌افزار کنترل شده است.

$$\alpha = \left(\frac{P}{P_p}\right)^2 + \left|\frac{M}{M_p}\right| \leq 1 \quad (5)$$

### ۴- نتایج حاصل از تحلیل

در معیار نشست خط، نشست نسبی بین نقطه وسط دهانه و

### ۳-۲- معیار اعوجاج مجاز خط آهن

از آن‌جاکه در مدل سه بعدی نشست در طول خط (نشست نسبی بین وسط دهانه و پی) و در عرض خط (در راستای محور طولی پل) قابل بررسی است، اعوجاج مجاز خط می‌تواند معیار مناسبی جهت تبیین نشست مجاز خط در هر دو بعد باشد. اعوجاج خط تغییر ارتفاع در تراز عرضی خط آهن بین دو مقطع متوالی است [۱۷] که از رابطه (۴) محاسبه می‌گردد که در آن  $TWS$  اعوجاج خط،  $\Delta_i$  تغییر ارتفاع در تراز عرضی خط در مقطع  $i$ ،  $\Delta_{i+1}$  تغییر ارتفاع در تراز عرضی خط در مقطع  $i+1$  و  $L$  فاصله بین دو مقطع  $i$  و  $i+1$  می‌باشد.

$$TWS = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{L} \quad (4)$$

اعوجاج مجاز خط برای سرعت‌ها و سطوح کیفی مختلف خط آهن در مراجع راه آهن ارائه شده است. لیکن با توجه به شرایط فرض شده در مسأله یعنی سطح کیفی خطوط جدید الاحداث و سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت، جهت انتخاب حداقل ارتفاع پوشش خاکی هر سازه، اعوجاج خط در هر تحلیل محاسبه گردیده و با اعوجاج مجاز خط، برابر با  $\pm 2\text{mm}/2\text{m}$ ، کنترل شده است.

### ۳-۳- معیار تغییر شکل طولی سازه

همان‌طور که گفته شد، هدف از کنترل اعوجاج، کنترل نشست غیریکنواخت خط در طول سازه می‌باشد. اغلب اگر

مناسب نمی‌باشد و لازم است ضخامت پوشش خاکی افزایش داده شود. این روند برای ضخامت‌های مختلف پوشش خاکی (با افزایش ضخامت پوشش خاکی) تکرار شده است. اولین ضخامت پوشش خاکی که در بارگذاری بحرانی، شرط‌های فوق هم‌زمان ارضاء شوند، به عنوان ضخامت پوشش خاکی سازه انتخاب شده است. در جدول (۵) نتایج نشست و اعوجاج حاصل از تحلیل سه بعدی با مقادیر مجاز و نتایج دو بعدی در سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت مورد مقایسه قرار گرفته است.

پی بر روی ریل در مقاطع FP تا RP تعیین شده و با نشست مجاز مورد مقایسه قرار گرفته است. جهت کنترل اعوجاج نیز نشست نسبی در نقاط مختلف عرض خط، بین مقاطع گذرنده از مرکز دهانه و پی محاسبه گردیده و با اعوجاج مجاز مقایسه شده است. جهت تعیین حداقل پوشش خاکی سازه، ابتدا از کمترین پوشش خاکی ممکن یعنی ۰/۵ متر تحلیل آغاز شده است. نشست نسبی مجاز، اعوجاج، تغییر شکل طولی سازه و کمانش هم‌زمان کنترل شده است. اگر یکی از چهار شرط فوق ارضاء نشود، بدین معنی است که ضخامت پوشش خاکی انتخاب شده

جدول ۵- نتایج نشست و اعوجاج حاصل از تحلیل‌های سه بعدی و مقایسه آن با مقادیر مجاز و نتایج دو بعدی

دو بعدی			سه بعدی				نوع سازه	دهانه	نوع سازه
مقدار مجاز (mm)	نشست قائم (mm)	H <sub>min</sub> (m)	نشست قائم (mm)	مقدار مجاز (mm/۲m)	اعوجاج (mm/۲m)	H <sub>min</sub> (m)			
۹/۰۰	۱۱	۳	۴	±۲	۱/۹۸	۰/۵	III	BOX	۸/۰۷
۱۴/۰۶	۱۸	۶	۴	±۲	۱/۵۲	۱			۱۰/۵۱
۱۷/۰۰	۲۶	۷	۶	±۲	۲/۱۸	۱/۵			۱۱/۰۲
۲۶/۰۰	-	-	۶	±۲	۱/۷۸	۲			۱۳/۴۶
۲۷/۵۷	۲۶	۰/۵	۵	±۲	۱/۴۱	۰/۵		LPA	۱۴/۱۳
۳۶/۰۰	۳۳	۱/۵	۹	±۲	۲/۱۸	۱			۱۶/۵۲
۶۵/۰۰	۳۰	۲	۱۰	±۲	۱/۹۱	۲			۲۰/۹۵
۸۰/۰۰	۸۰	۶/۵	۱۱	±۲	۱/۸۸	۳			۲۳/۴۰
۹/۰۰	۹	۲	۴	±۲	۱/۹۸	۰/۵	IV	BOX	۸/۰۷
۱۴/۰۶	۱۴	۳/۲	۴	±۲	۱/۵۲	۱			۱۰/۵۱
۱۷/۰۰	۱۷	۳/۸	۵	±۲	۱/۸۱	۱/۲			۱۱/۰۲
۲۶/۰۰	۲۶	۸/۲	۶	±۲	۱/۷۸	۱/۵			۱۳/۴۶
۲۷/۵۷	۲۲	۰/۵	۴	±۲	۱/۱۳	۰/۵		LPA	۱۴/۱۳
۳۶/۰۰	۳۵	۱	۷	±۲	۱/۶۹	۰/۵			۱۶/۵۲
۶۵/۰۰	۱۹	۱/۵	۹	±۲	۱/۷۲	۱			۲۰/۹۵
۸۰/۰۰	۸۰	۳	۱۲	±۲	۲/۰۵	۱/۵			۲۳/۴۰
۹/۰۰	۹	۱	۲	±۲	۰/۹۹	۰/۵	V	BOX	۸/۰۷
۱۴/۰۶	۹	۲/۵	۲	±۲	۰/۷۶	۰/۵			۱۰/۵۱
۱۷/۰۰	۱۷	۳	۳	±۲	۱/۰۹	۰/۵			۱۱/۰۲
۲۶/۰۰	۲۶	۶/۵	۳	±۲	۰/۸۹	۰/۵			۱۳/۴۶
۲۷/۵۷	۱۷	۰/۵	۲	±۲	۰/۵۷	۰/۵		LPA	۱۴/۱۳
۳۶/۰۰	۳۱	۱	۶	±۲	۱/۴۵	۰/۵			۱۶/۵۲
۶۵/۰۰	۱۹	۱/۵	۶	±۲	۱/۱۴	۰/۵			۲۰/۹۵
۸۰/۰۰	۸۰	۲/۵	۷	±۲	۱/۲۰	۰/۵			۲۳/۴۰
۹/۰۰	۳	۰/۵	۲	±۲	۰/۹۹	۰/۵	VI	BOX	۸/۰۷
۱۴/۰۶	۱۰	۰/۵	۲	±۲	۰/۷۶	۰/۵			۱۰/۵۱
۱۷/۰۰	۸	۰/۵	۳	±۲	۱/۰۹	۰/۵			۱۱/۰۲
۲۶/۰۰	۲۴	۰/۵	۳	±۲	۰/۸۹	۰/۵			۱۳/۴۶
۲۷/۵۷	۱۱	۰/۵	۱	±۲	۰/۲۸	۰/۵		LPA	۱۴/۱۳
۳۶/۰۰	۲۲	۰/۵	۴	±۲	۰/۹۷	۰/۵			۱۶/۵۲
۶۵/۰۰	۱۷	۰/۵	۴	±۲	۰/۷۶	۰/۵			۲۰/۹۵
۸۰/۰۰	۵۶	۰/۵	۵	±۲	۰/۸۵	۰/۵			۲۳/۴۰

۶- مطالعه ستون اعوجاج خط در تحلیل سه بعدی نشان می‌دهد که اثر افزایش سختی پنل در کاهش اعوجاج پل‌های قوسی خوابیده بیشتر است.

۷- به طور کلی انتظار می‌رود که اعوجاج خط با افزایش دهانه ازدیاد یابد اما در برخی از دهانه‌ها به خصوص برای پل‌های جعبه‌ای، کاهش‌های موضعی اعوجاج مشاهده می‌شود. این امر به یکسان بودن اختلاف نشست در دو مقطع متوالی و بیشتر بودن فاصله دو مقطع در پل بزرگتر، برمی‌گردد. به عبارت دیگر در رابطه اعوجاج صورت‌های کسر برای دو پل مشابه بوده اما مخرج کسر برای پل بزرگتر، بیشتر است که منجر به کاهش اعوجاج برای پل دوم می‌شود.

#### ۵- اصلاح روابط حداقل پوشش خاکی

در شکل‌های (۵) و (۶) حداقل پوشش خاکی پل‌های جعبه‌ای و قوسی خوابیده تحلیل‌های دو بعدی و سه بعدی مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. مطالعه نمودارها نتایج زیر را نشان می‌دهد:

۱- تنها نتایج پل‌های VI در مدل‌های دو بعدی و سه بعدی به لحاظ تحلیل اجزاء محدود بر یکدیگر منطبق می‌باشند و نتایج حاصل از مدل‌های دو بعدی به طور قابل ملاحظه‌ای نسبت به نتایج سه بعدی محافظه‌کارانه است. علت انطباق نتایج پل‌های VI در مدل‌های دو بعدی و سه بعدی نیز به علت در نظر گرفتن حد پایین ۰/۵ متر برای حداقل پوشش خاکی و توقف کنترل پوشش خاکی در ارتفاع کمتر از ۰/۵ متر است.

۲- مقایسه منحنی‌های پل‌های دو بعدی و سه بعدی نشان می‌دهد که پل‌های IV تا VI در تحلیل سه بعدی برای پل‌های جعبه‌ای و قوسی خوابیده در محدوده تعیین شده توسط استاندارد AASHTO و CHBDC قرار دارند. اما در تحلیل دو بعدی پل‌های IV و V برای پل دهانه ۲۳/۴۰۵ متر و اکثر پل‌های جعبه‌ای در زیر محدوده استانداردها (۱/۵ متر) قرار نمی‌گیرند.

۳- مقایسه نتایج پل‌های مشابه دو بعدی و سه بعدی نشان می‌دهد که در روابط حداقل پوشش خاکی دو بعدی یک ضریب اصلاح کاهش‌ی باید اعمال گردد.

جهت کنترل تغییر شکل پل جعبه‌ای  $۱۳/۴۶m \times ۳/۴۹m$  و پل قوسی خوابیده  $۲۳/۴۰m \times ۶/۴۴m$  در بحرانی‌ترین حالت (پنل III با حداقل پوشش خاکی مجاز هر پل)، تغییر شکل طولی پل پس از اتمام اجرای خط آهن در راستای صفحه عمود بر نقاط A و B شکل (۴-الف) محاسبه شده و با مقدار  $\delta_{all} = ۱۰ \cdot Span = ۱۳۴ / ۶mm$  برای پل جعبه‌ای و مقدار  $\delta_{all} = ۲۰ \cdot Rise = ۱۲۸ / ۸mm$  برای پل قوسی خوابیده مورد مقایسه قرار گرفته است. از مطالعه جدول (۵) نتایج ذیل به دست آمده است:

۱- نتایج تحلیل سه بعدی تفاوت رفتار گروه سازه‌های جعبه‌ای و گروه سازه‌های قوسی خوابیده را تأیید می‌نمایند.

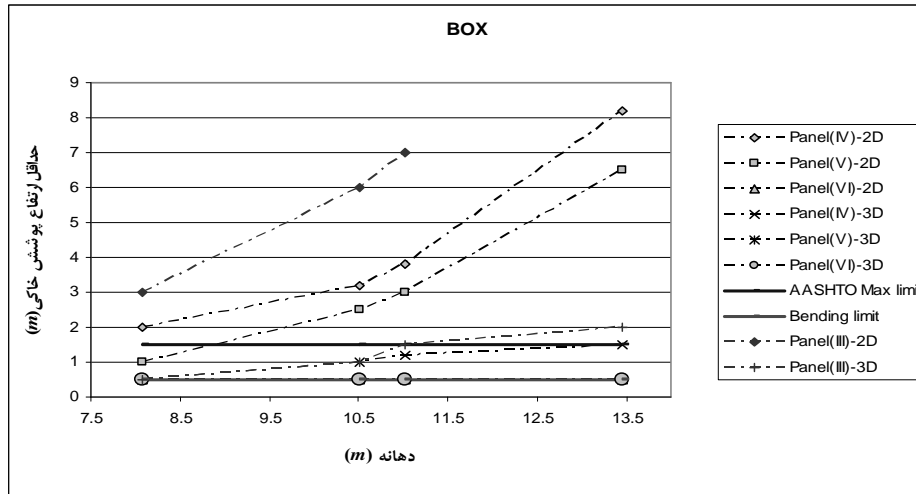
۲- به علت هندسه خاص سازه‌های جعبه‌ای، حداقل پوشش خاکی مورد نیاز سازه جعبه‌ای در شرایط مشابه با سازه قوسی خوابیده بیشتر است.

۳- نتایج جدول نشان می‌دهند که پل‌های III، IV، V و VI به لحاظ سازه‌ای برای تمامی سازه‌ها به استثنای پل جعبه‌ای به دهانه ۱۱/۲۰ متر با پل III، پل قوسی خوابیده به دهانه ۱۶/۵۲ متر با پل III و پل قوسی خوابیده به دهانه ۲۳/۴۰ متر با پل IV در سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت مناسب می‌باشند. در صورتی که رواداری اعوجاج برای خط با سطح کیفی خطوط در حال بهره‌برداری در نظر گرفته شود، پل‌های III و IV برای تمامی سازه‌ها به لحاظ سازه‌ای مناسب خواهد بود.

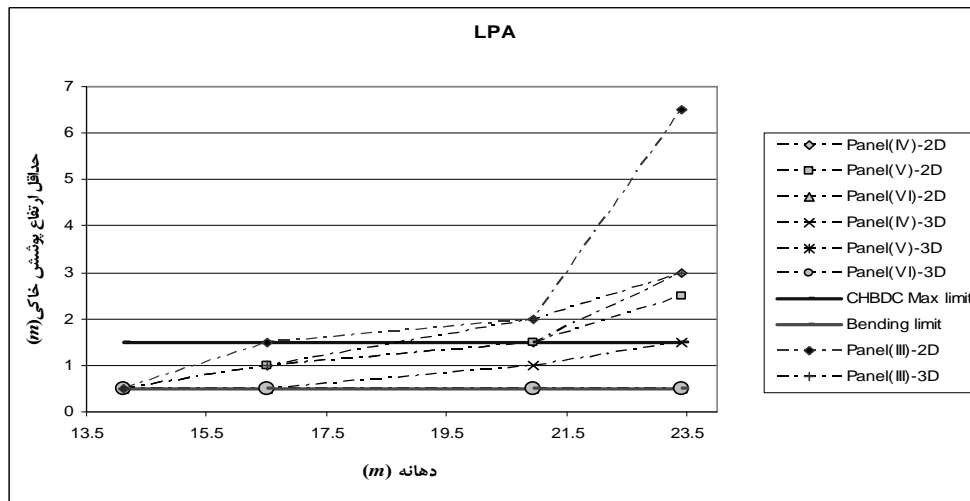
۴- مقایسه ستون‌های ارتفاع پوشش خاکی حاصل از تحلیل‌های دو بعدی و سه بعدی نشان می‌دهد که ارتفاع پوشش خاکی مورد نیاز در تحلیل‌های سه بعدی کمتر از نتایج دو بعدی است. علت این موضوع را می‌توان در تأثیر سختی خط و همچنین سختی جانبی مدل سه بعدی در افزایش سختی کل سیستم و در نتیجه کاهش نشست دانست.

۵- مقایسه ستون‌های نشست قائم تحلیل‌های دو بعدی و سه بعدی نشان می‌دهد که سختی خط و سختی جانبی مدل سه بعدی اثر قابل توجهی در کاهش نشست کل سیستم دارد. جهت اطمینان بیشتر از این نتیجه، پل‌های جعبه‌ای به دهانه ۸/۰۷، ۱۱/۰۲ و ۱۳/۴۶ متر در نرم‌افزار PLAXIS 3D همانند مدل دو بعدی شبیه‌سازی گردید. به عبارت دیگر بعد سوم مدل، بسیار نازک در نظر گرفته شد. نتایج نشست و ارتفاع لازم پوشش خاکی دقیقاً مشابه مدل‌های دو بعدی به دست آمدند که مؤید اثر قابل توجه سختی جانبی مدل سه بعدی در کاهش نشست قائم می‌باشد.





شکل ۵- مقایسه نتایج حداقل پوشش خاکی لازم پل‌های خاکی فولادی جعبه‌ای حاصل از تحلیل‌های دو بعدی و سه بعدی در سرعت ۱۲۰km/hr



شکل ۶- مقایسه نتایج حداقل پوشش خاکی لازم پل‌های خاکی قوسی خوابیده حاصل از تحلیل‌های دو بعدی و سه بعدی در سرعت ۱۲۰km/hr

برای پل‌های قوسی خوابیده:

$$H_{\min} = 0.0120 \left( \frac{V}{120} \right)^5 \left( \frac{4495166.155}{\alpha_2 I} \right)^{0.4873} e^{0.1667 D_h} \quad (7)$$

در روابط فوق  $V$  سرعت قطار،  $I$  ممان اینرسی صفحات فولادی موج‌دار و  $D_h$  دهانه سازه می‌باشند.

جهت به دست آوردن ضرایب  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  از روش برازش منحنی با تقریب کمترین مربعات استفاده شده است. بنابراین برای سرعت ۱۲۰km/hr:

از آن‌جا که در تحلیل سه بعدی پل‌های ضعیف‌تر پوشش خاکی مشابه پل قوی‌تر در تحلیل دو بعدی را به دست می‌دهد، می‌توان نتیجه گرفت که یک ضریب اصلاح افزایشی باید در مخرج فاکتور ممان اینرسی روابط حاصل از تحلیل دو بعدی [۱] به شکل ذیل اعمال شود. یعنی:

برای پل‌های جعبه‌ای:

$$H_{\min} = 0.0139 \left( \frac{V}{120} \right)^3 \left( \frac{4495166.155}{\alpha_1 I} \right)^{0.4973} e^{0.3333 D_h} \quad (6)$$

برای پل‌های قوسی خوابیده:

$$H_{\min} = \min \begin{cases} 1.5m \\ \max \begin{cases} 0.5m \\ H = 0.0120 \left( \frac{4495166.155}{6.02I} \right)^{0.4873} e^{0.1667 D_n} \end{cases} \end{cases} \quad (11)$$

#### ۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در ادبیات فنی سازه‌های خاکی- فولادی عمده روابط تبیین شده برای پل‌های خاکی فولادی راه آهن در استانداردها برای پل‌های کوچکتر از ۸ متر بوده و تنها رابطه‌ای که برای پل‌های بزرگتر از ۸ متر توسط استاندارد CHBDC ارائه شده است، بر اساس بارگذاری راه بیان شده است. به جهت ویژگی خاص بارگذاری راه آهن، یافتن الگوی جدید محاسبه حداقل پوشش خاکی با توجه به معیارها و ضوابط راه آهن ضروری به نظر می‌رسد. از این رو، با استفاده از تحلیل دو بعدی اجزاء محدود الگوی جدید تعیین حداقل پوشش خاکی در تحقیقات پیشین استخراج گردیده است. اما نظر به این که در مدل دو بعدی در نظر گرفتن اثر توزیع بار در طول سازه امکان‌پذیر نبوده است؛ در این تحقیق تلاش گردید تا با استفاده از تحلیل سه بعدی اجزاء محدود با مدل کردن اجزاء خط و توزیع بار در بعد سوم، الگوی به دست آمده در تحلیل دو بعدی اصلاح گردد. در این راستا مراحل ذیل جهت اصلاح الگوی خاکی پیموده شده است:

- ۱) استخراج نشست‌های مجاز قائم بر اساس سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت،
- ۲) استخراج اعوجاج مجاز بر اساس سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت و سطح کیفی خطوط جدید الاحداث،
- ۳) تحلیل پل‌ها با پوشش خاکی مختلف و کنترل نشست و اعوجاج خط، تغییر شکل طولی سازه و کمانش،
- ۴) تعیین حداقل پوشش خاکی هر پل با توجه به معیارهای فوق؛
- ۵) دسته‌بندی نتایج به دست آمده در جدول،
- ۶) مقایسه نتایج حداقل پوشش خاکی تحلیل‌های سه بعدی با پوشش خاکی حاصل از تحلیل‌های دو بعدی برای دهانه‌های نظیر و
- ۷) مشخص نمودن محل ضریب اصلاحی و استخراج آن به روش برازش منحنی با تقریب کمترین مربعات.

مقایسه نتایج حاصل از تحلیل سه بعدی با حداکثر پوشش خاکی تعیین شده توسط AASHTO و CHBDC نشان

برای پل‌های جعبه‌ای:

$$\alpha_1 = 10.18 \Rightarrow H_{\min} = 0.0143 \left( \frac{4495166.155}{10.18I} \right)^{0.4873} e^{0.3332 D_n} \quad (8)$$

برای پل‌های قوسی خوابیده:

$$\alpha_2 = 6.02 \Rightarrow H_{\min} = 0.0120 \left( \frac{4495166.155}{6.02I} \right)^{0.4873} e^{0.1582 D_n} \quad (9)$$

مجذور  $R$  طبق رابطه  $R^2 = 1 - \frac{SSE}{SST}$  که در آن  $SST = (\sum Y_i^2) - \frac{(\sum Y_i)^2}{n}$  می‌باشند، برای پل‌های جعبه‌ای و قوسی خوابیده با در نظرگیری پل‌های III تا V به ترتیب برابر با ۰/۶۷ و ۰/۸۸ و با در نظرگیری پل‌های III و IV برابر با ۰/۸۴ و ۰/۹۷ به دست آمده است. علت در نظر نگرفتن پل VI افزایش خطا و کاهش  $R^2$  به علت تقویت بیش از حد مورد نیاز می‌باشد. شایان ذکر است که هر چقدر  $R^2$  بزرگتر باشد، بدین معنی است که رابطه استخراج شده دقیق‌تر است. به عبارت دیگر، رابطه حداقل پوشش خاکی برای پل‌های قوسی خوابیده از دقت بیشتری برخوردار است. علت کاهش  $R^2$  برای روابط سه بعدی نسبت به دو بعدی، کاهش اثر نتایج پل V و VI در  $R^2$  به علت زیاده‌تر بودن تعداد داده‌ها در تحلیل دو بعدی است. از آن‌جا که در تحلیل اجزاء محدود، ارتفاع پوشش خاکی کمتر از ۰/۵ متر در نظر گرفته نشده است، اختلاف نتایج اجزاء محدود و نتایج رابطه تئوری باعث ایجاد خطای قابل توجهی در تعداد داده‌های کم گردیده است.

با توجه به معیار کمانش و اجتناب از افزایش پوشش خاکی، پیشنهاد می‌شود که همانند استاندارد CHBDC روابط فوق به شکل ذیل به کار روند:

برای پل‌های جعبه‌ای:

$$H_{\min} = \min \begin{cases} 1.5m \\ \max \begin{cases} 0.5m \\ H = 0.0139 \left( \frac{4495166.155}{10.18I} \right)^{0.4973} e^{0.3333 D_n} \end{cases} \end{cases} \quad (10)$$

- [7] Moser, A. P., "Buried Pipe Design", McGraw-Hill, 2<sup>nd</sup> English Edition, 1993.
- [8] ASTM A 796/A 796M, "Standard Practice for Structural Design of Corrugated Steel Pipe, Pipe-Arches, and Arches for Storm and Sanitary Sewers and Other Buried Applications", USA, 1982.
- [9] ARTC, "Buried Corrugated Metal Structures", Australian Rail Track Corporation, Australia, 1982.
- [10] Canadian Standards Association, "Commentary on CAN/CSA-S6-00, Canadian Highway Bridge Design Code, S6.1-00", Ontario, Canada, 2001.
- [11] Brinkgreve, R. B. J., Vermeer, P. A., "PLAXIS 3D Tunnel Manual", Version1, A. A. Balkema Publishers, Netherlands, 2001.
- [۱۲] سازمان برنامه و بودجه، "مشخصات فنی عمومی روسازی راه آهن"، نشریه شماره ۳۰۱، معاونت فنی، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی، تهران، ایران، ۱۳۸۴.
- [۱۳] سازمان برنامه و بودجه، "آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها"، نشریه شماره ۱۳۹، معاونت فنی، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی، ۱۳۸۶.
- [14] El-sawy, K. M., "Three-Dimensional Modeling of Soil-Steel Culverts under the Effect of Truckloads", Thin-Walled Structures, 2003, 41, 747-768.
- [۱۵] حاجی عبدالرزاق، پ، "تحلیل استاتیکی سازه‌های خاکی فولادی تحت اثر حرکت قطار"، سمینار دوره کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی راه آهن، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران، ۱۳۸۶.
- [۱۶] سازمان برنامه و بودجه، "دستورالعمل طراحی و نظارت بر روسازی راه آهن سریع‌السییر"، نشریه شماره ۳۹۴، معاونت فنی، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی، تهران، ایران، ۱۳۷۴.
- [۱۷] ذاکری، ج.ع، رضازاده، م، "روش‌های نگهداری خط آهن"، انتشارات دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران، ۱۳۸۵.
- می‌دهد که با توجه به بارگذاری و سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت، پل‌های IV تا VI مقاطع مناسبی برای قوس‌های فلزی پل‌های خاکی فولادی راه آهن می‌باشند. مجذور  $R$  برای روابط پل‌های جعبه‌ای و قوسی خوابیده با در نظرگیری پل‌های III تا V به ترتیب برابر با ۰/۶۷ و ۰/۸۸ و با در نظرگیری پل‌های III و IV برابر با ۰/۸۴ و ۰/۹۷ به دست آمده است که تقریب نسبتاً خوب روابط اصلاح شده را با داده‌ها نشان می‌دهد.
- پیشنهاد می‌شود ضرایب اصلاحی در روابط فوق با احتیاط به کار رود. زیرا علی‌رغم آن که سختی خط و سختی بعد سوم سیستم، اثر کاهشی بر رابطه حداقل پوشش خاکی دارد؛ اما سه پارامتر مهم شامل سرعت، تکرار بار و ضریب ایمنی در روابط فوق اثر افزایشی خواهند داشت که بایستی در تحقیقات آتی مورد بررسی قرار گیرند.
- ### ۷- مراجع
- [۱] حاجی عبدالرزاق، پ، "تحلیل سه بعدی سازه‌های خاکی فولادی راه آهن (با رویکرد حداقل پوشش خاکی)"، پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی راه آهن، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران، ۱۳۸۷.
- [2] Abdel-Sayed, G., Bakht. B., Jaeger, L. G., "Soil-steel Bridges, Design and Construction", McGraw-Hill Inc, Toronto, Canada, 1993.
- [3] Corrugated Steel Pipe Institute & American Iron and Steel Institute, "Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products", Canadian Edition, USA, 2002.
- [4] California Transportation Board "CALTRANS Bridge Design Specifications", California, USA, 2000.
- [5] British Design Manual for Roads and Bridges, "Design of Corrugated Steel Buried Structures with Spans Greater than 0.9 Meters and Up to 8.0 Meters", BD12/01, Vol.2, Section 2, Part 6, Great Britain, 2001.
- [6] American Association of States Highway and Transportation Officials, "AASHTO Highway Bridges", Second Edition, USA, 2000.

**EXTENDED ABSTRACT**

## **Modification of Railway Soil-Steel Bridges' Minimum Depth of Cover Using Three Dimensional Finite Element Analysis**

Morteza Esmaeili <sup>a</sup>, Jabbar Ali Zakeri <sup>a,\*</sup>, Parisa Haji Abdulrazagh <sup>b</sup>

<sup>a</sup> *School of Railway Engineering, Iran University of Science & Technology, Tehran 1684613114, Iran*

<sup>b</sup> *School of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran 111554563, Iran*

**Received:** 09 February 2012; **Accepted:** 09 August 2012

### **Keywords:**

Minimum depth of cover, Railway soil-steel bridge, Three-dimensional finite element analysis, Modification of minimum depth of cover

### **1. Introduction**

Soil-steel structures recently have been used extensively in different countries as a highway or railroad bridge. Due to the licity and ease of construction method, these structures were successful variants in the road-railway unlevelled crosses' projects. Common standard formulas for minimum depth of cover are based on highway loading pattern with significance of preventing soil tensile and wedge sliding failures. Modification of minimum depth of cover for railway bridges is needed not only in respect to different modes of soil failure but also for non-uniform soil settlement which endangers the safety of railway track. Therefore, regarding permissible track settlement and wall buckling control, new pattern of minimum depth of cover was developed for boxes and high-profile arches individually using 2D finite element analysis. However, three dimensional distribution of railroad could not be taken into account by 2D FE method. Therefore, modification of developed pattern with attitudes toward longitudinal distribution of railway load is the scope of this study. In this paper, regarding permissible track settlement, railway twist, longitudinal settlement of the structure and wall buckling control, the minimum depth of 32 structures with spans greater than 8 meters was determined by 3D finite element analysis. Then the resulted pattern was compared to those obtained from 2D analyses. Finally, the modification factors were calculated by least squares method and new formulas were established for boxes and high-profile arches individually.

### **2. Methodology**

The primary objective of the current study is to introduce a new set of minimum soil cover equations for long-span railway bridges based on the numerical interpolation of results of the 2D FE analyses. To determine the variation trend of the minimum depth of cover along with its governing parameters (geometry, length of span and the panel stiffness) through numerical analyses, the permissible settlement of the track, metal structure buckling and soil body failure criteria have been checked initially for each bridge structure for a 0.6 m depth of cover (the minimum limit of cover depth specified by CHBDC). When all of the defined criteria were not fulfilled simultaneously, the depth of soil cover above the crown was increased, and the analyses were then restarted for a new depth of cover. The minimum depth of cover in which all of the criteria were simultaneously fulfilled was chosen as the minimum depth of soil cover for a specific bridge structure. In this manner, the results of the 2D FE analyses present specific patterns for the calculation of the minimum depth of cover for box culverts and low-profile arches. In order to check the applicability of the proposed equations for minimum depth of cover in practical problems, a series of 3D finite element analyses with more realistic idealization of the railway superstructure components and the lateral slope of bridge embankment were carried out-of-plane the out of plan buckling in the steel plates.

\* Corresponding Author

E-mail addresses: m\_esmaeili@iust.ac.ir (Morteza Esmaeili), zakeri@iust.ac.ir (Jabbar Ali Zakeri), p.abdulrazagh@ut.ac.ir (Parisa Haji Abdulrazagh).

## 2.1. FE modeling

The multi-purpose FEM-based software package, PLAXIS was used for the numerical modeling and analysis. Regarding to the special serviceability criteria for railway bridges, for computing the minimum depth of cover, the permissible settlement of the railway track and the buckling of the conduit walls in different sections along the longitudinal axis of the bridges in 3D analyses were controlled. For these cases, the spans from 8.07 m up to 13.46 m of box culverts and 14.13 m up to 23.40 m of low-profile arches using stiffened and non-stiffened deep corrugated panels have been considered. This study assumes that all the metal structures are buried in well-graded gravel (GW) as engineered backfill material [1]. The material nonlinearity of the soil and metal structure as well as the stage construction effects were accounted for in the numerical analyses, and the railway load model LM71 [2] was applied.

## 3. Results and discussion

### 3.1. The results of the 2D and 3D finite element analyses

As a result of various numerical analyses and satisfying the aforementioned criteria, the minimum depth of cover was evaluated against the span of railway box and low-profile arch bridges using various panel types (stiffness). This is due to the different structural geometry of the boxes and results in a different mechanism of behavior under the loading. In order to account for the moment of inertia, the speed and length of span which are the representative of panel stiffness, the effect of dynamic factor and geometry of metal structure, the basic form of the minimum depth of cover for the railway boxes and high-profile arches is introduced as:

$$H_{\min} = \alpha \left(\frac{V}{120}\right)^{\beta} \left(\frac{I_{VI}}{I}\right)^{\gamma} e^{\mu D_s} \quad (1)$$

Where  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  and  $\mu$  are unknown constants. These constants were calculated separately for the boxes and low-profile arches by using the least-squares method (LSM) to determine the function of best fit.

An approach similar to the 2D analysis was used for the results of the 3D FE method, which resulted in modifications to the previously developed equations. The major finding of the comparison between the results of the 2D and 3D FE analyses was that the resulting minimum depth of cover from the 3D FE analysis was smaller compared to the 2D FE results for the same conditions. This difference was due to the stiffening effects of the railway track due to the third dimension of the bridge that was considered for the analysis. Therefore, the difference between the 2D and 3D FE results can be accounted for by using the reduction factor  $\alpha$  in the  $(I_{VI}/I)$  ratio. Consequently, Eq. (1) can be modified as:

$$H_{\min} = 0.0143 \left(\frac{V}{120}\right)^3 \left(\frac{4495166.155}{\alpha_1 I}\right)^{0.4973} e^{0.3333 D_s} \quad \text{for boxes} \quad (2)$$

$$H_{\min} = 0.0120 \left(\frac{V}{120}\right)^5 \left(\frac{4495166.155}{\alpha_2 I}\right)^{0.4873} e^{0.1582 D_s} \quad \text{for low-profile arches} \quad (3)$$

where  $\alpha_1 = 10.18$  and  $\alpha_2 = 6.02$  were calculated by using the least-squares method for a train speed of 120 km/h. The  $R$ -squared values of Eqs. (2) and (3) are  $R^2=0.84$  and  $R^2=0.97$  for the box culverts and low-profile arches with panels (III) and (IV), respectively.

### 3.2. Validity range of the derived equations

The conformity of Equations (2) and (3) with 2D and 3D results was evaluated using an  $R$ -squared value that was calculated by using  $R^2=1-SSE/SST$ , where  $SSE= \sum (Y_i - \hat{Y}_i)^2$  and  $SST=(\sum Y_i^2)-[(\sum Y_i)^2]/n$ . For panels III and V, the  $R$ -squared values for Eqs. (2) and (3) were 0.67 and 0.88, respectively. Panels I and II were eliminated from the calculations because the 2D FE analysis demonstrated that these panels were not suitable for soil-steel railway bridges. The minimum depth of cover calculated from the 3D FE analysis of bridges with panel VI represented a depth of cover less than 0.6 m. A minimum of 0.6 m was maintained for railway track maintenance (complete removal of ballast layer in some operations). Therefore, the data for panel VI was not considered in the calculation of the  $R$ -squared values. Consequently, the limited amount of data for 3D FE analysis resulted in equations with less accuracy. The results of the 2D and 3D FE analysis were compared to the standard limits and are shown in Fig. 1. Regarding the maintenance operations, buckling criterion and AASHTO [3] and CHBDC [4] limits, a recommended minimum of 0.5 m and maximum of 1.5 m must be maintained for the depth of cover by using the following expressions:

$$H_{\min} = \min \begin{cases} 1.5m \\ \max \begin{cases} 0.5m \\ H = 0.0139 \left( \frac{4495166.155}{10.18I} \right)^{0.4973} e^{0.3333D_s} \end{cases} \end{cases} \quad \text{for boxes (120 km/h)} \quad (4)$$

$$H_{\min} = \min \begin{cases} 1.5m \\ \max \begin{cases} 0.5m \\ H = 0.0120 \left( \frac{4495166.155}{6.02I} \right)^{0.4873} e^{0.1667D_s} \end{cases} \end{cases} \quad \text{for low-profile arches (120 km/h)} \quad (5)$$

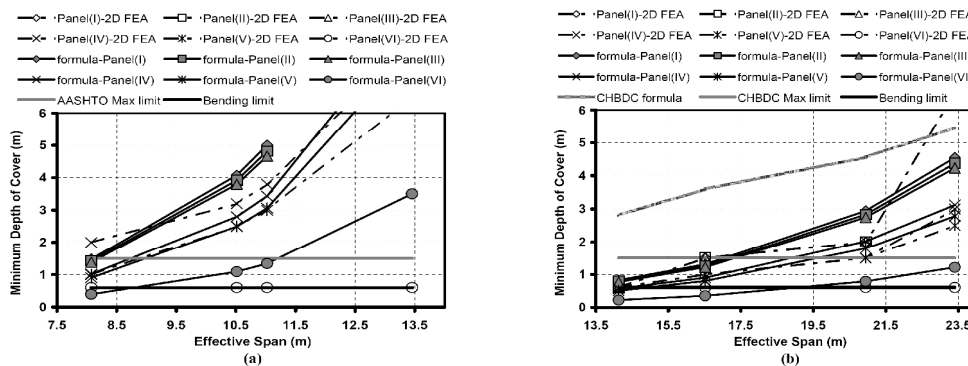


Fig. 1. The results of 2D FE analyses in comparison with the values of: (a) Box formula and the AASHTO limit, (b) LPA formula and the CHBDC limit

### 4. Conclusions

The minimum depth of cover requirements given by different codes are typically based on vehicle loads, non-stiffened panels and only the geometrical shape of the metal structure to avoid the failure of soil cover above a soil-steel bridge. In this paper, the effects of spans larger than 8 meters (using stiffened panels under railway loads) are investigated using an FE analysis. For this study, 2D and 3D FE analyses of four low-profile arches and four box culverts with spans larger than 8 meters were performed to develop new patterns for the minimum depth of soil cover. Using the least-squares method to adopt the best-fit equation of the numerical data, two new sets of formulas were recommended. Based on the numerical results, the primary research findings are summarized as follows: 1) The minimum depth of cover increases exponentially along with an increase in the span of boxes and low-profile arches. 2) The efficiency of the stiffened panels in reduction of the required cover depth is more pronounced for large spans. 3) Different trends of the minimum depth of cover were determined for box bridges and low-profile arches. This difference is due to the various structural geometry of the boxes that resulted in a different mechanism of behavior under the loading. 4) The modified exponential forms of the minimum depth of cover for railway boxes and high-profile arches is applicable for a train speed of 120 km/h and exhibits relatively good conformity with 3D FE results ( $R^2 > 0.6$ ). 5) With respect to the permissible settlement criterion, panels with EI greater than 33062 (kN.m<sup>2</sup>/m) are found to be the only suitable panels that can be used for high speeds trains (greater than 160 km/h) for railway box and low-profile bridges.

### 5. References

- [1] Abdel-Sayed, G., Salib, S. R., "Minimum Depth of Soil Cover above Soil-Steel Bridges", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128 (8), 672-681.
- [2] European Committee for Standardization, "Euro code 1: Actions on Structures: Part 2- Traffic Loads on Bridges", prEN 1991-2, Brussels; 2002.
- [3] AASHTO Highway Bridges, "Soil-Corrugated Metal Structure Interaction Systems", Second Edition, American Association of States Highway and Transportation Officials, USA, 2000.
- [4] National Standard of Canada, "CHBDC CAN/CSA-S6-00: Buried Structures", CSA International, 2006.